

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

ING. GIOVANNI GIUFFRIDA VIA PICARDI N° 16 - RAGUSA TEL. 0932/683118

PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA

PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL PONTE BIDDEMI

LUNGO LA S.P. n°36 al Km 3,000

- PROGETTO ESECUTIVO -

Oggetto: Relazione generale

Scala:

Data: 29/10/2012

TAV.R1

Il Tecnico:

Dott. Ing. Giovanni Giuffrida

RELAZIONE TECNICA

Capitolo 1) CRITERI E SCELTE PROGETTUALI

1.1 SCELTE PROGETTUALI

1.1.1 Premessa

Con la determinazione del Dirigente del VII settore n. 271 r.s., n. 2139 r.g.d., prot. n. 22001 del 03/05/2012 è stato affidato al sottoscritto Ing. Giovanni Giuffrida, iscritto al n. 719 dell'Albo degli Ingegneri della Provincia di Ragusa, l'incarico della redazione del progetto definitivo ed esecutivo dell'intervento di "Miglioramento sismico del Ponte Biddemi lungo la S.P. n. 36 al Km 3,00".

Il Piano di Protezione Civile del Comune di Ragusa, approvato con Deliberazione della Giunta Municipale n.208 del 25/05/2011, individua la S.P. n.36 tra le strade, di interesse intercomunale, strategicamente importanti in casi di emergenza, quale via alternativa alla S.P. n.25 per raggiungere Ragusa (percorso SS.PP. 36, 124 e 60) e quale via per collegare il Comune di S. Croce Camerina alla frazione di Marina di Ragusa, in alternativa alla litoranea.

Il ponte sul torrente Biddemi, sito al km 3,000 della S.P. n.36, riveste dunque, insieme a tutta la strada provinciale, un ruolo strategicamente importante e, per tale motivo, è oggetto di un finanziamento da parte del D.R.P.C. (Dipartimento Regionale della Protezione Civile – Decreto 15/12/2011 pubblicato sulla G.U.R.S. n.4, parte prima, del 27/01/2012) dell'importo di € 207.563,19 (fondi statali di cui all'art.11 del D.L. 28/04/2009 n.39, convertito con modificazione dalla Legge 24/06/2009 n.77) per il miglioramento sismico della struttura.

Al momento dell'affidamento dell'incarico l'Amministrazione Provinciale ha trasmesso al professionista una relazione di massima sugli interventi da realizzare con indicazione sommaria dei costi redatta dall'Ing. Giancarlo Dimartino che nel prosieguo ricopre la figura del Responsabile Unico del Procedimento.

Da un attento studio della relazione di massima sugli interventi da realizzare redatta dal progettista dall'Ing. Giancarlo Dimartino, supportata dalla realizzazione di appositi sopralluoghi, il sottoscritto in data 30/05/2012 comunicava al R.U.P. la necessità di

eseguire dei prelievi di calcestruzzo e di armatura al fine di acquisire un livello di conoscenza tale da poter condurre le verifiche di sicurezza determinanti gli interventi strutturali fondamentali per migliorare il comportamento sismico del ponte.

I prelievi e le prove sui provini sono state condotte dal laboratorio Metro di Palermo che emettevano certificato di prova trasmesso al sottoscritto il 30/07/2012.

Dalle risultanze riportate sui certificati è stato redatto il progetto definitivo dell'intervento approvato con conferenza di servizio del 19/11/2012 alla presenza delle seguenti amministrazioni: Comune di Ragusa, Soprintendenza ai BB. CC. e AA. di Ragusa, Azienda Sanitaria Provinciale di Ragusa. Alla conferenza, sebbene invitati non erano presenti il Comune di Santa Croce Camerina e l'ufficio del Genio Civile di Ragusa tuttavia gli stessi, avevano fatto pervenire rispettivamente l'attestazione di conformità urbanistica (prot. n. 14851 del 06/11/2012) e l'autorizzazione ai sensi dell'art. 18 della Legge n. 64/74 con parere di massima favorevole (prot. n. 406254 del 16/11/2012).

Pertanto approvato il progetto definitivo, si procede nel proseguo alla redazione del progetto esecutivo.

1.1.2 Ubicazione e descrizione del Ponte Biddemi

Il ponte sul torrente Biddemi, sito al km 3,000 della S.P. n.36, ha la funzione di permettere l'attraversamento dell'alveo del torrente che individua il confine tra i territori comunali di Ragusa e di S.Croce Camerina. Schematicamente, il ponte presenta le seguenti caratteristiche costruttive:

altezza media dal letto dell'alveo: circa m 4,00 sottotrave;

larghezza: circa m 8,60;

lunghezza totale; circa m 30,40;

numero campate: due, poggianti su due spalle in muratura e su una pila centrale in calcestruzzo non armato;

luce netta campata singola: m 13,80;

spessore pila centrale: m 1,00;

spessore spalle in muratura: variabile da m 0,90 (testa) a m 1,60 (piede);

impalcati in c.a.: i due impalcati, uno per ogni campata, sono realizzati in aderenza in corrispondenza della pila centrale e poggiano su supporti, apparentemente, in neoprene; elementi costituenti sono le travi cm 35x100, i traversi sulle spalle e sulla pila cm 30x100, i traversi intermedi cm 25 x 100 e la soletta da cm 20 di spessore; barriere: ogni bordo è protetto da due barriere a doppia onda, sovrapposte in altezza, fissate su montanti a “C” inseriti nell’impalcato in cemento armato.

L’opera fu realizzata intorno al 1966, previa demolizione dell’originario ponte in muratura, e collaudata staticamente nel febbraio del 1967 (collaudo, di cui si allega copia, redatto in data 08/02/1967 dall’ing. Tesoriere a seguito di prove di carico effettuata con l’ausilio di 4 autocarri), come risulta dagli atti ufficiali.

In corrispondenza del ponte originario, l’alveo si presenta con una pavimentazione in basole di pietra calcarea che nel corso degli anni, a causa delle acque pluviali, sono state in parte rimosse dalla loro sede e, di conseguenza, hanno scavato dei solchi pericolosamente vicini alla fondazione della spalla lato nord-ovest.

Ad un primo esame visivo, escludendo le fondazioni non visibili, si evince quanto segue:

- le due spalle in muratura sembrano in buone condizioni, prive di crepe e/o lesioni dei giunti tra i blocchi;
- tutti gli elementi in c.a., costituenti l’impalcato, presentano aree con armature a vista, soggette a processo di ossidazione e, in alcuni punti (in particolare nelle travi e nei traversi in corrispondenza degli appoggi) in avanzato stato di degrado con conseguente riduzione della sezione dei ferri;
- La travatura principale e secondaria dell’impalcato si presenta priva di opportuno copriferro, difatti in alcuni tratti sono visibili le staffe (mancanza tra l’altro rilevata e prescritta dal collaudatore);
- il calcestruzzo della pila centrale manca di compattezza in alcune zone.

1.1.3 Prelievo campioni e risultanze

Come già accennato in premessa, sul ponte sono stati eseguiti opportuni rilievi geometrici e dei prelievi di calcestruzzo ed acciaio per valutare le caratteristiche dei materiali utilizzati. In particolare sono state prelevate: sulle travi secondari (vedasi

appendice allegata al certificato di prova n. 19013 del 10/07/2012), n. 3 barre di lunghezza pari a cm 60 circa del diametro pari a 14 mm e n. 7 carote di lunghezza variabile compresa tra i cm 24,5 e i 36,0 (vedasi certificato n. 19012 del 10/07/2012); sul pilone centrale n. 6 carote di lunghezza variabile compresa tra i cm 30,0 e i 43,5 (vedasi certificato n. 19012 del 10/07/2012). Dalle carote di calcestruzzo prelevate sono stati estrapolati i campioni da sottoporre alle prove di compressione per valutare la resistenza a rottura del calcestruzzo.

Caratteristiche delle armature

Come già detto sono state prelevate n. 6 barre di diametro pari a 14 mm. Le barre sono state prelevate sulle travi secondarie perfettamente individuate nell'elaborato planimetrico inserito nel certificato di prova. Le barre prelevate si presentano lisce molto ossidate con macchie di ruggine. Le prove a trazione a cui sono state sottoposte le barre prelevate hanno fornito le seguenti caratteristiche:

Barra 1 (su trave secondaria denominata E)

$$f_t = 472.6 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 315.7 \text{ N/mm}^2 \quad A_5 = 29.8 \% \quad A_{gt} = 9.4 \%$$

Barra 2 (su trave secondaria denominata A)

$$f_t = 468.7 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 318.6 \text{ N/mm}^2 \quad A_5 = 26.7 \% \quad A_{gt} = 8.3 \%$$

Barra 3 (su trave secondaria denominata L)

$$f_t = 475.5 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 315.7 \text{ N/mm}^2 \quad A_5 = 22.3 \% \quad A_{gt} = 2.9 \%$$

I valori ottenuti indicano che l'acciaio utilizzato è assimilabile alla tipologia denominata FeB32K difatti: la tensione caratteristica di snervamento f_{yk} minima riscontrata nelle prove è superiore al valore di riferimento per la tipologia di acciaio pari a 315 N/mm^2 ; la tensione caratteristica di rottura f_{tk} minima riscontrata è pari a 468.7 N/mm^2 leggermente inferiore al valore di riferimento per la tipologia di acciaio pari a 490 N/mm^2 ; il valore minimo dell'allungamento A_5 è pari a $22,3 \%$ leggermente inferiore al valore di riferimento per la tipologia di acciaio pari al 23% ; il valore riscontrato dell'allungamento in percentuale della barra alla forza massima A_{gt} va da un minimo pari a 2.9% ad un massimo di 9.4% (normalmente è intorno al $7-8\%$).

Pertanto, tutto ciò premesso, nel modello di calcolo è stato considerato un valore di della tensione di snervamento pari a $f_y = 315 \text{ N/mm}^2$.

Caratteristiche calcestruzzo

Come già detto sono state prelevate 12 carote utili di calcestruzzo da cui sono stati estrapolati altrettanti campioni sottoposti a prove di compressione. I prelievi sono stati effettuati in corrispondenza del pilone centrale e delle travi in cemento armato dell'impalcato del ponte (vedi elaborati grafici inseriti nel certificato di prova n. 19012). Il calcestruzzo prelevato, molto vacuolare, si presenta con cavità di forma tondeggiante con inerti di natura carbonatica, a spigoli vivi, di forma prevalentemente tondeggiante. Dalle verifiche di laboratorio risulta che nei campioni prelevati non è in atto un processo di carbonatazione.

Dai risultati ottenuti dalle prove a compressione si procede di seguito al calcolo della resistenza a rottura f_c da utilizzare per le verifiche degli elementi strutturali.

Pila centrale

Sul pila centrale sono stati prelevati 6 campioni che sottoposti a prova di compressione ci forniscono i seguenti dati:

C1) $f_c = 31.7 \text{ N/mm}^2$	C2) $f_c = 26.0 \text{ N/mm}^2$	C3) $f_c = 33.5 \text{ N/mm}^2$
C4) $f_c = 28.8 \text{ N/mm}^2$	C5) $f_c = 30.3 \text{ N/mm}^2$	C6) $f_c = 26.7 \text{ N/mm}^2$

il valore di resistenza a rottura f_c che verrà considerato per la verifica del pilone centrale deve soddisfare le seguenti relazioni.

$$f_{cK} = f_m - 3.5$$

$$f_c \text{ min.} \geq f_{cK} - 3.5$$

dove:

f_{cK} è il valore di resistenza a rottura da utilizzare nelle verifiche

f_m è la media pesata dei valori di resistenza a rottura dei singoli provini

$f_c \text{ min.}$ è il valore minimo di resistenza a rottura

applicando le sovrastanti relazioni si ottiene un valore pari a: $f_{cK} = 26 \text{ N/mm}^2$

Travi primarie e secondarie

Sulle travi che costituiscono l'impalcato sono stati prelevati 6 campioni che sottoposti a prova di compressione ci forniscono i seguenti dati:

C7) $f_c = 45.6 \text{ N/mm}^2$	C8) $f_c = 37.0 \text{ N/mm}^2$	C9) $f_c = 43.6 \text{ N/mm}^2$
C10) $f_c = 31.1 \text{ N/mm}^2$	C11) $f_c = 49.1 \text{ N/mm}^2$	C12) $f_c = 42.5 \text{ N/mm}^2$

il valore di resistenza a rottura f_c che verrà considerato per la verifica delle travi deve soddisfare le seguenti relazioni.

$$f_{cK} = f_m - 3.5$$

$$f_{c \text{ min.}} \geq f_{cK} - 3.5$$

dove:

f_{cK} è il valore di resistenza a rottura da utilizzare nelle verifiche

f_m è la media pesata dei valori di resistenza a rottura dei singoli provini

$f_{c \text{ min.}}$ è il valore minimo di resistenza a rottura

applicando le sovrastanti relazioni si ottiene un valore pari a: $f_{cK} = 27.6 \text{ N/mm}^2$

1.1.4 Introduzione metodologia di calcolo

Come già in premessa descritto, il progetto prevede la realizzazione di interventi mirati al miglioramento sismico del Ponte Biddemi.

Allo scopo sono stati fatti rilievi e sondaggi ottenendo un livello conoscitivo della struttura e dei materiali utilizzati tale da assegnare un fattore di confidenza $FC = 1$.

In particolare, si dispone di:

— geometria dell'opera nel suo stato attuale, vale a dire le dimensioni di tutti gli elementi strutturali, comprese le fondazioni, e la disposizione e quantità delle armature. Essa è desumibile dai disegni costruttivi originali e/o, a vantaggio di più sicura attendibilità, dai disegni di contabilità.

— proprietà meccaniche dei materiali: conglomerato e acciaio. Le informazioni provengono, oltre che dalle indicazioni iniziali di progetto, dalle risultanze delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in loco (vedi paragrafo precedente).

— caratterizzazione geotecnica (stratigrafia e parametri meccanici) adeguata allo svolgimento delle eventuali verifiche delle fondazioni (in allegato relazione geologica, risultanze topografiche delle perforazioni, risultanze laboratorio prove geognostiche in sito, risultanze prove geosismiche, risultanze di laboratorio).

Individuate le caratteristiche geometriche e fisiche dei materiali utilizzati per l'edificazione del ponte si è proceduto ad individuare gli interventi necessari per correggere le deficienze rilevate nella valutazione.

Tale valutazione è stata condotta prendendo spunto dalle linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica ed il consolidamento dei ponti esistenti in cemento armato redatto a cura dell'unità di ricerca dell'università di Roma La Sapienza con finanziamento del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) inserito nella prima fase del progetto DPC – Reluis 2005 -2008.

Tutto ciò premesso nel prosieguo della relazione verranno introdotti ed esplicitati i parametri e la metodologia di calcolo per la progettazione degli interventi da realizzare per poi rimandare nello specifico dei risultati dei singoli capitoli di calcolo.

1.2.1 Normativa di riferimento

Le principali norme di riferimento per le verifiche strutturali sono quelle dettate dal D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008, come chiarite dalla Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.I.LL.PP. e in particolare:

- D.M. punto 5 “Ponti”;
- D.M. punto 6 “Geotecnica”;
- D.M. punto 7 “Progettazione per azioni sismiche” con particolare riferimento al punto 7.9 “Ponti” e 7.11.5 “Fondazioni”;
- D.M. punto 8 “Costruzioni esistenti”;
- Circolare punto C8A.8 “Indicazioni aggiuntive relative ai ponti esistenti”.

1.2.2. Prime indicazioni sulla valutazione della sicurezza.

Secondo la Circolare n.617/2009, per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se la struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Nel caso in questione si procede secondo la prima opzione dove gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati mediante analisi dinamica con fattore q e ai fini delle verifiche di sicurezza gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili e fragili". In particolare gli elementi strutturali duttili che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=3$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Gli elementi strutturali fragile dovranno invece soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi saranno eseguiti con riferimento ai soli SLU rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV). Non si procederà, come consentito dalle norme, alle verifiche nei confronti degli SLE.

In particolare, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) viene definito come segue: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Trattandosi di struttura soggetta ad azioni sismiche, si applica quanto riportato al punto 2.4. delle N.T.C. relativamente a vita nominale (V_N), classi d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R).

1.2.3. Vita nominale (punto 2.4.1. D.M. 14/01/2008).

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
---------------------	----------------------------------

1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il Decreto Dirigente Regione Sicilia 15 gennaio 2004 (Dipartimento regionale protezione civile – G.U.R.S. 13/02/2004 n.7) adotta, tra l’altro, gli elenchi delle opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza regionale (quelle di competenza statale sono individuate dal decreto del capo dipartimento della protezione civile 21/101/2003 n. 3685 – G.U. n.252 del 29/10/2003) la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile. Dette opere comprendono le “*vie di comunicazione (stradale e ferroviaria, etc.) regionali provinciali e comunali, ed opere d’arte annesse, limitatamente a quelle strategiche individuate nei piani di protezione civile o in altre disposizioni per la gestione dell’emergenza (vie di fuga o di accesso ai centri urbani)*”: la S.P. 36, con annesso il ponte sul torrente Biddemi, rientra in tale casistica, come si evince dal piano di protezione civile del Comune di Ragusa.

Pertanto, per l’opera in questione, si assume una vita nominale pari a: $V_N = 100$ **anni**

1.2.4. Classi d'uso (punto 2.4.2 D.M. 14/01/2008).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con

attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: **costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità**. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al decreto ministeriale 5-11-2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Sulla base delle suddette definizioni e per quanto già esposto nella trattazione della vita nominale, si ritiene che l'opera in questione rientri nella classe d'uso IV per cui il **coefficiente d'uso C_U** sarà:

$$C_U = 2,0$$

di conseguenza, il **periodo di ritorno dell'azione sismica T_R** si può ricavare dalla Tab. C8.2 della Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 in corrispondenza dei valori già visti ($V_N=100$; classe IV; stato limite ultimo SLV):

$$T_R = 1898 \text{ anni}$$

noto il quale si possono estrapolare dalle tabelle di cui all'allegato B alle N.T.C., per interpolazione, i parametri a_g , F_O e T_C^* che definiscono l'azione sismica di base nel sito in questione.

1.3.1 Ipotesi di calcolo

Nel prosieguo si procede alla verifica del ponte considerando lo stesso costituito da due campate con il vincolo di semplice appoggio agli estremi.

1.3.1.2 Verifica dei vincoli e dell'impalcato

Dalla bibliografia riportata nelle linee guida si percepisce (confermandolo nelle successive verifiche) che l'impalcato del ponte normalmente non assume funzione preminente di resistenza anti-sismica, difatti i danni sono essenzialmente legati a errori di concezione cinematica e comprendono il martellamento tra campate adiacenti e la perdita di appoggio. Quest'ultima dovuta a una lunghezza d'appoggio inadeguata agli spostamenti sotto sisma, e all'assenza o a un difetto di resistenza di eventuali ritegni sismici. Da qui la necessità di un sovradimensionamento degli appoggi al fine di evitare l'inefficacia del vincolo cerniera (ad esempio rottura dell'appoggio soggetto all'azione del taglio).

Nel caso specifico sull'appoggio costituito dalla pila centrale, si percepisce, dai sopralluoghi effettuati, uno strato di neoprene interposto tra il cordolo sommitale della pila e il traverso terminale dell'impalcato, e tra gli stessi due impalcati. Detto strato di neoprene risulta di piccolo spessore e presumibilmente non armato la cui resistenza ad azioni orizzontali è trascurabile.

Lateralmente l'impalcato poggia direttamente (da quanto rilevato visivamente sui luoghi e dagli esecutivi strutturali redatti all'epoca della realizzazione) sul pulvino sommitale della spalla in muratura con sezione variabile e rastremata in sommità (muro ciclopico in pietrame).

Dalla descrizione riportata i due appoggi non garantiscono il vincolo di cerniera necessario (almeno su uno dei due) ad ottenere lo schema isostatico per la verifica delle sollecitazioni. Difatti sia sulla spalla che sulla pila centrale non sono presenti ritegni tali da assorbire lo sforzo di taglio generato in caso di sisma.

Dunque gli interventi possibili da realizzare sono: il collegamento degli impalcati ai ritegni sismici o al pulvino, oppure realizzare delle seggiole in acciaio o in cemento armato che assorbano lo sforzo di taglio generato in caso di sisma.

Nel caso specifico, data l'entità del finanziamento si procederà ad un primo intervento di realizzazione di un dentello in cemento armato (una sorta di seggiola) che mi impedisce la perdita di appoggio sia nella direzione longitudinale che trasversale.

Con un successivo e necessario finanziamento si dovranno progettare un secondo intervento mirato all'eliminazione di un possibile martellamento tra i due impalcati (ad esempio con la realizzazione di un giunto tra i due impalcati ed il collegamento solidale del singolo impalcato alla seggiola sommitale realizzata con questo primo intervento o con un intervento di modifica dello schema statico dell'impalcato rendendolo continuo), e alla realizzazione di opportuno ritegno sismico sulla spalla del singolo impalcato (ad esempio la verifica di un possibile collegamento solidale dell'impalcato al pulvino).

Nella verifica della seggiola verrà ipotizzato un vincolo carrello sulla spalla dell'impalcato ed un vincolo cerniera sulla pila. Pertanto il dentello in progetto assorbirà tutto lo sforzo taglio derivante da un eventuale sisma nelle direzioni in cui lo stesso verrà collegato in modo solidale all'impalcato.

Individuati i vincoli si è proceduti alla verifica dell'impalcato con le combinazioni di carico previste dalla vigente normativa.

La verifica condotta ha determinato la necessità di un intervento di rinforzo strutturale con l'applicazione di composti di natura fibrosa sui traversi al fine di migliorare l'indice di resistenza a flessione nella verifica per meccanismi potenzialmente duttili e la resistenza a taglio (quest'ultimo anche per la travatura principale poiché da disegni esecutivi si evince che tutte le staffe sono di tipo aperto).

La verifica allo stato limite dell'impalcato è stata effettuata con l'ausilio del programma di calcolo Mastersap AMV.

Si è proceduto alla verifica dello stato di fatto dell'impalcato assimilando lo stesso ad un reticolo di travi con interposta soletta in cemento armato su cui sono stati applicati i carichi previsti dalla normativa vigente per la verifica dei ponti con riferimento ai soli SLU (in particolare alla condizione di SLV).

Gli effetti dell'azione sismica, nel caso in esame, sono stati valutati mediante ANALISI DINAMICA CON FATTORE q .

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azioni sismiche, come la struttura in esame viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Sarà utilizzato lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l’uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Tutti gli elementi strutturali duttili dovranno soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall’azione sismica ridotta per $q = 3$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Le verifiche condotte come sopra specificato hanno determinato:

- VERIFICA *SODDISFATTA* PER I MECCANISMI POTENZIALMENTE FRAGILI
- VERIFICA *NON SODDISFATTA* PER I MECCANISMI POTENZIALMENTE DUTTILI IN CORRISPONDENZA DI ALCUNI DEI TRAVERSI.

L’analisi dello stato di fatto e le verifiche dell’impalcato è riportata nella relazione di calcolo allegata (R2).

Nello stato attuale, le resistenze di calcolo a taglio e a flessione per alcuni dei traveri non sono tali da soddisfare le verifiche per i meccanismi potenzialmente duttili per la combinazione di carico n. 1 (*Flessione: carico mobile preminente*).

L'intervento di miglioramento sulle travate trasversali che, come prima esposto, prevede il ricorso a reti bidirezionali in fibra di PBO determina l'incremento della resistenza di calcolo a taglio di circa il 15% rispetto al valore in assenza di fibre e l'incremento della resistenza di calcolo a flessione di circa il 10% rispetto al valore in assenza di fibre, determinando così il soddisfacimento delle verifiche per meccanismi potenzialmente duttili in corrispondenza della combinazione n. 1 (*Flessione: carico mobile preminente*).

L'intervento di miglioramento sulle travate longitudinali prevede il ricorso a reti bidirezionali in fibra di PBO a taglio è reso opportuno dalla presenza di staffe, allo stato attuale, che non risultano chiuse a regola d'arte, ovvero a 135°.

L'intervento di miglioramento con fibre di PBO è riportata nella relazione di calcolo allegata (R4).

1.3.1.3 Verifica della pila in calcestruzzo

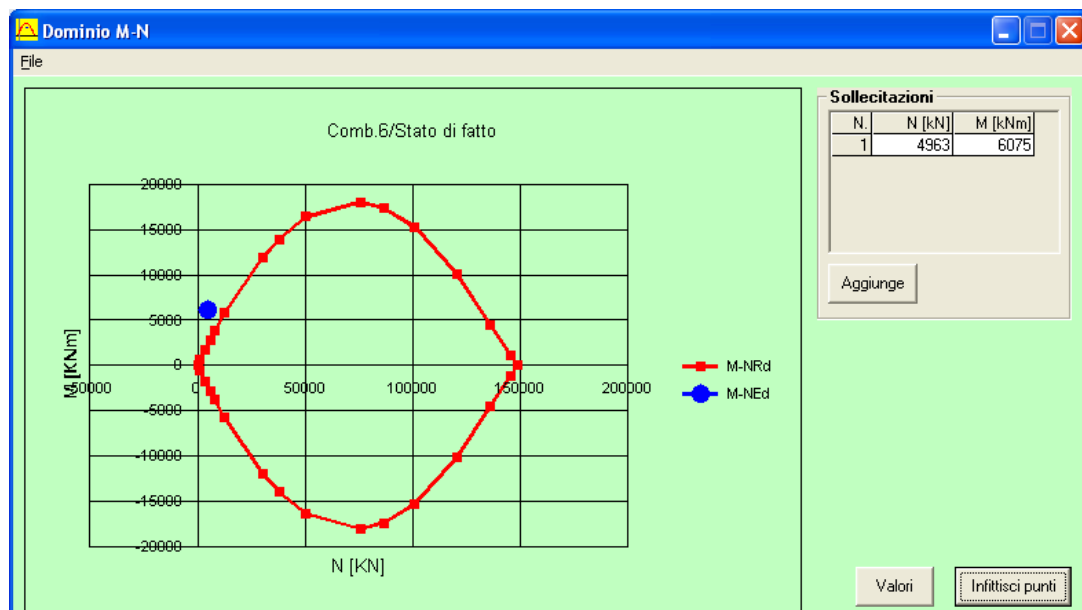
La pila del tipo a fusto unico, realizzata interamente con calcestruzzo non armato con in sommità un cordolo in cemento armato, presenta un difetto di resistenza a taglio e di duttilità (mancanza di confinamento del calcestruzzo).

Il collasso avviene molto spesso seguendo una sequenza di snervamento flessionale della pila, degrado ciclico della sezione per insufficiente confinamento e conseguente decremento della resistenza a taglio. Nel particolare le verifiche condotte a pressoflessione e taglio hanno determinato la necessità di una cerchiatura della pila con armatura disposta verticalmente ed orizzontalmente. Detto intervento viene esteso oltre l'intradosso della trave secondaria, ottenendo in sommità una seggiola che mi permette di evitare la mancanza di appoggio dell'impalcato in caso di sisma.

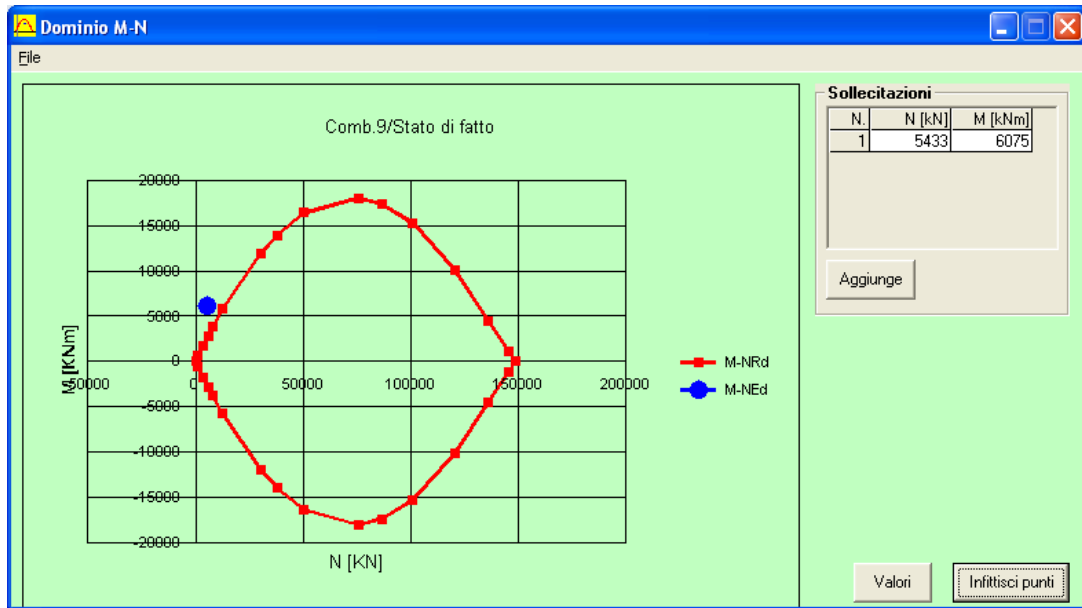
La pila è stata verificata a pressoflessione tramite l'ausilio del software VcaSLU, considerando le massime sollecitazioni, orizzontali e verticali, trasmesse dall'impalcato in testa alla pila per le combinazioni di carico allo SLU tratte dal programma di calcolo Mastersap AMV. Si sono così determinate le coppie di momento flettente e sforzo normale sulla pila per ogni combinazione di carico, utilizzate nelle verifiche con VcaSLU.

Si è giunti alle seguenti conclusioni:

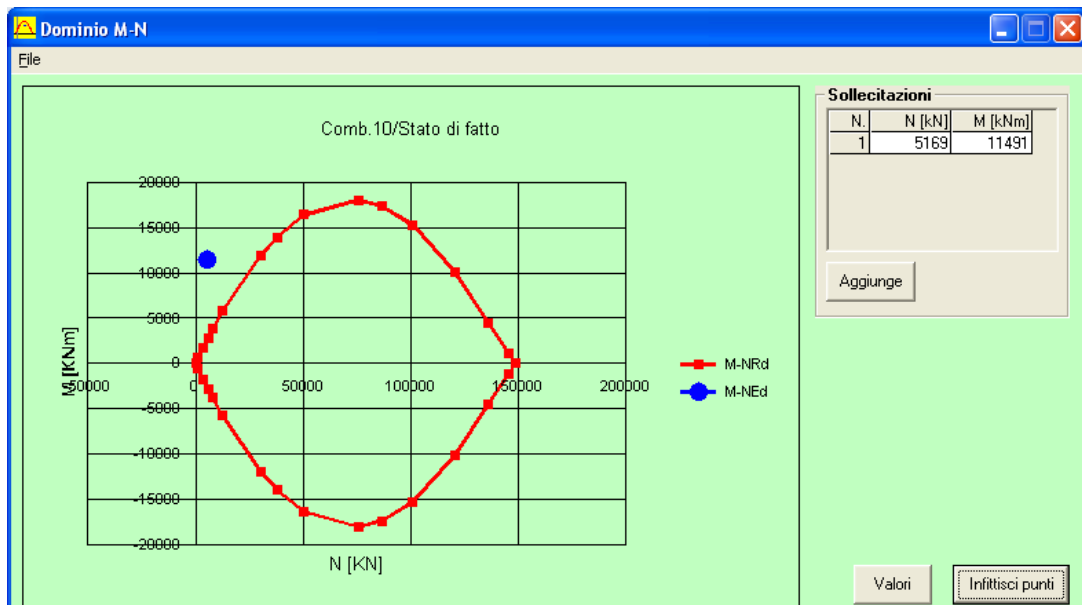
- la sezione in cls non armata non verifica alle sollecitazioni di presso-flessione per le combinazioni di carico con sisma preminente e per l'azione di vento preminente che corrispondono alle combinazioni n° 6 – 9 - 10 – 11, di cui si riportano di seguito i grafici del dominio M-N ricavati dal software di verifica utilizzato, in cui le sollecitazioni derivanti dalle suddette combinazioni di carico ricadono al di fuori del dominio della sezione considerata:



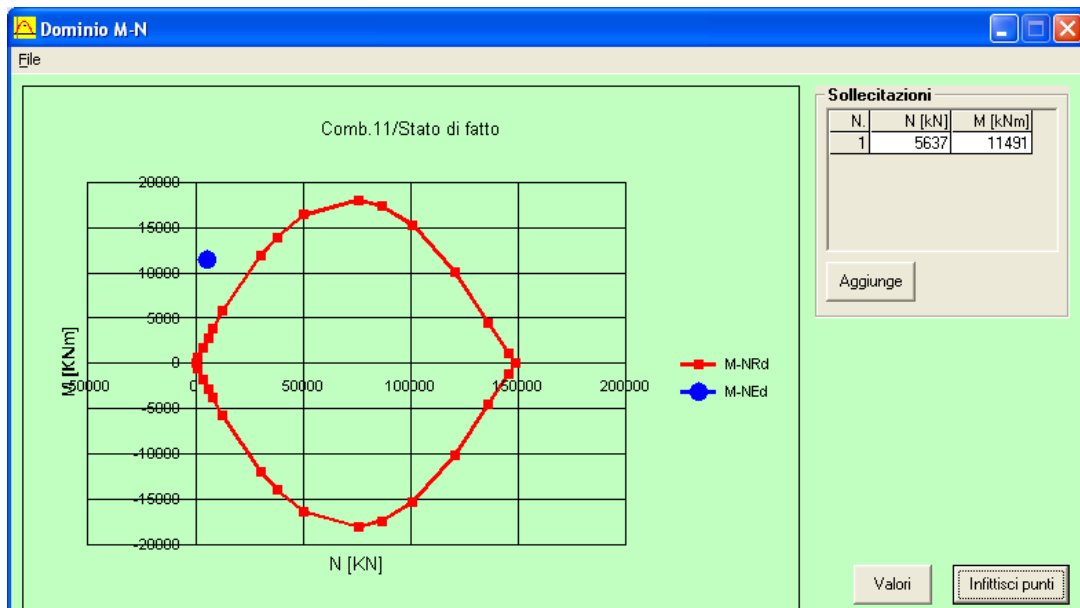
Combinazione 6: taglio-azione frenamento preminente



Combinazione 9: taglio-azione frenamento preminente



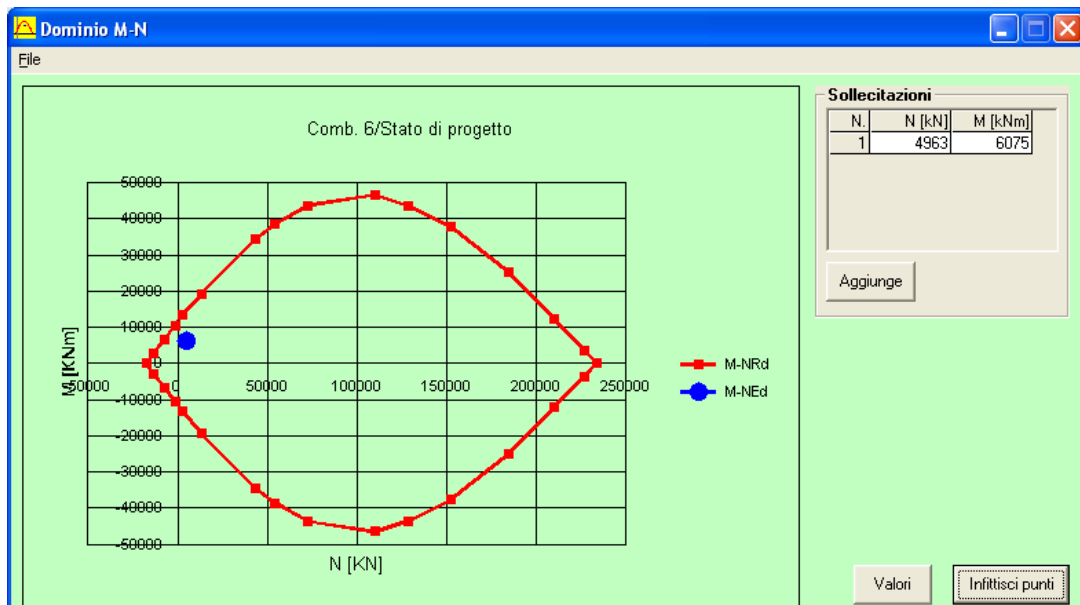
Combinazione 10: flessione-azione sismica preminente



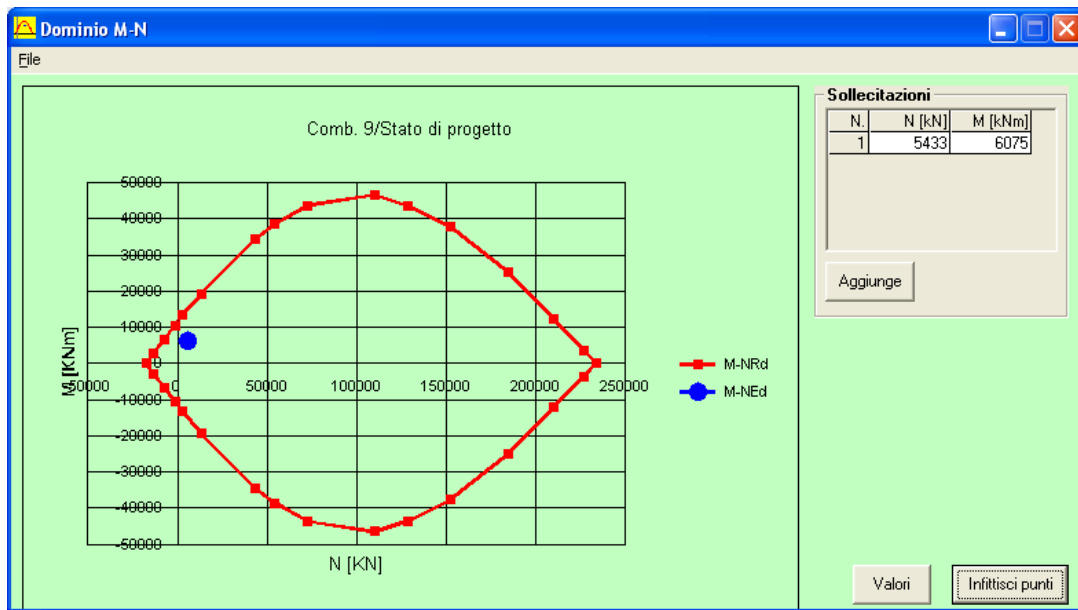
Combinazione 11: taglio-azione sismica preminente

Pertanto, al fine di un miglioramento strutturale della pila, si è ipotizzato un intervento di cerchiatura della sezione realizzando una camicia in cls, doppiamente armata in senso longitudinale e trasversale.

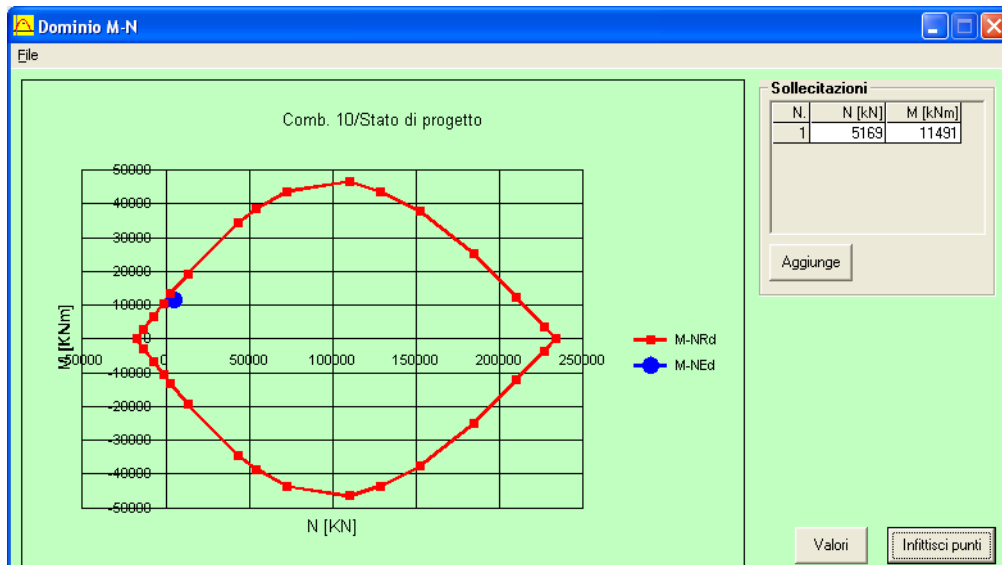
Si è dunque proceduto alla verifica a pressoflessione della sezione armata per le combinazioni di carico non verificate, ottenendo i seguenti risultati:



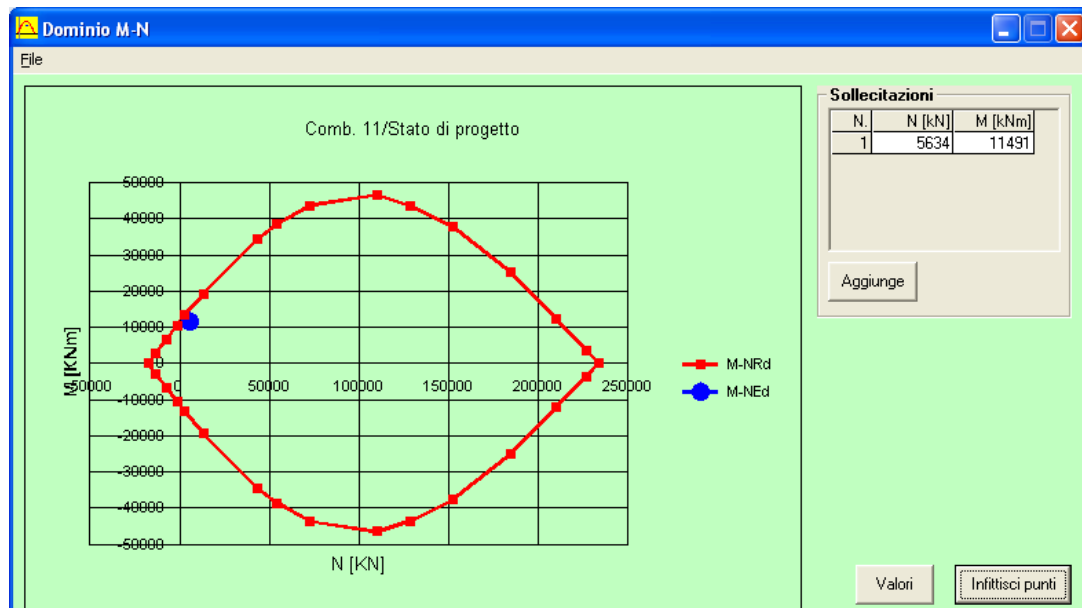
Combinazione 6: flessione-azione frenamento preminente



Combinazione 9: taglio-azione frenamento preminente



Combinazione 10: flessione-azione sismica preminente



Combinazione 11: taglio-azione sismica preminente

Pertanto, a seguito dell'intervento di miglioramento in progetto, le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico precedentemente non verificate ricadono all'interno del dominio M-N.

Per la verifica analitica della pila si rimanda alla relazione di calcolo allegata (R3).

1.3.1.4 Verifica delle spalle in muratura

Le tipologie di spalle più frequentemente impiegate nelle opere da ponte esistenti del nostro paese sono del tipo a gravità, in calcestruzzo non armato, e a mensola in c.a., a parete continua o passante.

Nel nostro caso specifico le spalle sono realizzate in pietrame a gravità e non evidenziano alcun fenomeno fessurativo. La fondazione è in calcestruzzo non armato.

Gli interventi sulle spalle possono rendersi necessari a causa di una progettazione eseguita prescindendo dall'azione sismica, o con un'azione sismica di progetto convenzionale e minore rispetto a quella prevista dall'attuale mappa di pericolosità.

Data l'entità del finanziamento (con il quale è possibile realizzare solo alcuni interventi di miglioramento già individuati nella pila e nell'impalcato), si è proceduti a fare una verifica di massima della spalla prendendo in considerazione le caratteristiche geometriche, rilevate dagli esecutivi dell'epoca di realizzo e supponendo una tipologia di muratura in blocchi di pietra. La verifica ha messo in evidenza la necessità di ulteriori indagini allo scopo di conoscere la tipologia del materiale di riempimento a monte della spalla, le caratteristiche meccaniche e geometriche reali del muro a gravità.

Le verifiche sono state condotte secondo le seguenti ipotesi sulla natura dei materiali e la natura geologica del terreno:

- dati sulla natura geologica del terreno lato monte:

Spessore [cm]	---
Peso Specifico [daN/m ³]	2000
Angolo Attrito Interno [grd]	35
Coesione drenata [daN/cm ²]	0.00
Coesione non drenata [daN/cm ²]	0.00
Angolo Attrito Terra-Muro [grd]	23.33
Fattore Attrito Terra-Muro	0.70
Modulo Elastico [daN/cm ²]	2000
Costante Winkler [daN/cm ³]	30.00

- dati sulla natura dei materiali della spalla:

poiché il software utilizzato consente la verifica solo per elementi in cls, è stato utilizzato un cls le cui caratteristiche sono comparabili con la muratura della spalla realizzata con blocchi lapidei squadrati, con un valore di resistenza media a compressione della muratura pari a $f_{cm} = 70 \text{ Kg/cm}^2$

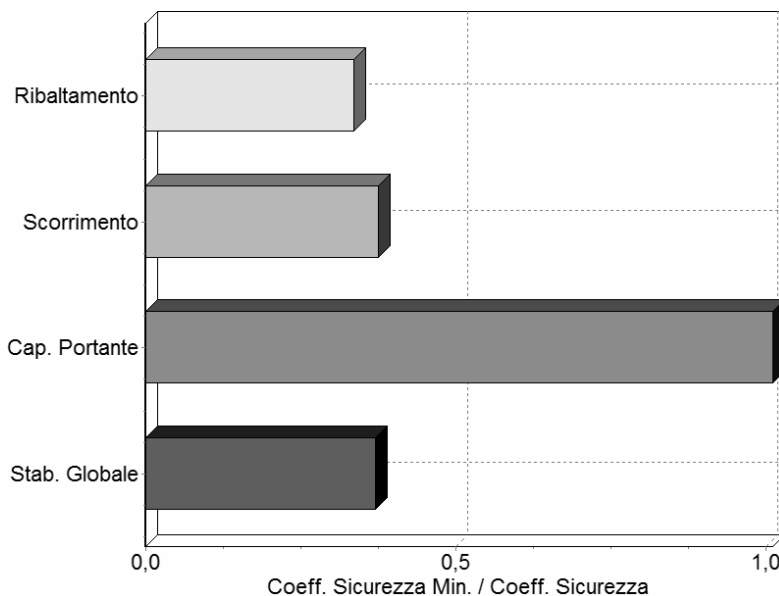
Classe Cls	Rck	fck	fcm	Ec	fcd	α fcd	fctm	fctk	fck	fcd	fctd	fctd
(Person.)	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
	160	133	212	275939	73	62	16.8	11.8	14.1	6.5	7.9	

- dati geometrici:

<i>Parete Elevazione</i>			
Altezza Parete Muro [cm]	450		
Spessore muro in testa [cm]	90		
Pendenza Parete Esterna [%]	0		
Pendenza Parete Interna [%]	0		
<i>Riseghe</i>			
Descrizione	Risega 1	Risega 2	Risega 3
Tipo	Interna	Interna	Interna
Spessore [cm]	30	20	20
Altezza [cm]	100	200	300
<i>Fondazione</i>			
Larghezza Fondazione [cm]	230		
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100		
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	100		
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	50		
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	20		
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	150		
Spessore Strato Magrone [cm]	20		
<i>Terreno</i>			
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0		
Profondità Piano di Fondazione [cm]	50		
Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0		

Le verifiche allo SLU hanno condotto ai seguenti risultati:

- verifiche di stabilità e capacità portante ultima del terreno:



Viene diagrammato il rapporto tra il valore del Coefficiente di Sicurezza Minimo, imposto dalla normativa, ed il valore di calcolo del Coefficiente di Sicurezza, assunto per la combinazione più sfavorevole. Pertanto, più questo rapporto risulta inferiore al

valore unitario e più il muro è in sicurezza, rispetto alla verifica di stabilità considerata. Viceversa, un valore pari ad uno del suddetto rapporto, sta ad indicare che il Coefficiente di Sicurezza, per la verifica di stabilità considerata, coincide col minimo ammissibile dalle norme.

Dunque allo SLU non è verificata la capacità portante ultima del terreno con un coefficiente di sicurezza pari a 0,99.

Tai risultati (condotti con il livello di conoscenza attuale) hanno pertanto messo in evidenza la necessità di interventi strutturali, non previsti in questo progetto, per risolvere i problemi di stabilità globale (ad esempio un intervento di realizzazione di tiranti congiuntamente ad una paretina esterna in cemento armato con funzione di ripartizione delle forze nei tiranti sul paramento della spalla) da progettare con un successivo stanziamento.

Per la verifica analitica della spalla in muratura si rimanda alla relazione di calcolo allegata (R3).

1.4.1 Opere di completamento

Nei paragrafi precedenti si sono elencati gli interventi necessari per migliorare il comportamento del ponte nel caso di un sisma. Nel caso specifico con questo primo intervento si ottiene l'aumento delle capacità flessionali dell'impalcato con l'utilizzo di fibre FBO, l'aumento della capacità di resistenza a presso – flessione della pila centrale in calcestruzzo con cerchiatura in cemento armato e la realizzazione di una seggiola in cemento armato che impedisce la perdita di appoggio dell'impalcato sulla pila. Oltre questi interventi strutturali sono previste delle lavorazioni necessarie per garantire un corretta protezione dell'opera agli agenti atmosferici.

In particolare si prevedono i seguenti interventi:

1. Protezione fondazione della pila e delle spalle laterali del ponte mediante il ripristino della pavimentazione dell'alveo con pietrame irregolare (in parte già presente);

2. Rimozione delle barriere metalliche esistenti, con chiusura dei fori realizzati sull'impalcato del ponte per l'inserimento dei montanti di sostegno della lamiera della barriera. Difatti i fori realizzati sull'impalcato hanno determinato la mancata protezione delle barre e dunque una forte ossidazione con riduzione della sezione dei tondini. Si prevede in ultimo la sistemazione di barriere metalliche a tripla onda con predisposta piastra di ancoraggio;
3. Sistemazione della tubazione presente lungo la travatura di bordo;
4. Realizzazione di opportuno copriferro della travatura costituente l'impalcato del ponte.

1.4.2 Inserimento Ambientale

L'opera oggetto dell'intervento, ricade nell'area a confine tra i comuni di Ragusa e Santacroce Camerina. L'intervento previsto non modifica sostanzialmente l'opera esistente e pertanto non determina alcuna nuova condizione per l'impatto ambientale dei luoghi.

Il progettista